

## Spis treści

Spis załączników .....	1
Informacje ogólne .....	2
1. Wstęp .....	3
2. Lokalizacja terenu badań .....	3
3. Analiza stateczności .....	4
3.1. Wprowadzenie .....	4
3.2. Metoda numeryczna MRS .....	5
3.2.1. Opis metody numerycznej .....	5
3.2.2. Model obliczeniowy Mohra-Coulomba .....	6
3.2.3. Model obliczeniowy Hoeka-Browna .....	7
3.2.4. Zakres i metodyka wykonanych obliczeń .....	7
3.2.5. Wyniki obliczeń stateczności .....	10
3.3. Interpretacja wyników .....	11
3.3.1. Model I-I' .....	11
3.3.2. Model III-III' .....	12
3.3.3. Model IV-IV' .....	12
3.3.4. Model V-V' .....	13
4. Podsumowanie .....	13
5. Literatura oraz materiały archiwalne .....	14

## Spis załączników

zał. nr 1	Mapa lokalizacyjna w skali 1:10 000
zał. nr 2	Mapa dokumentacyjna w skali 1:2 000
zał. nr 3.1-3.4	Modele numeryczne dla przekrojów geotechnicznych oraz rozkłady wskaźników deformacji ze ścinania w skali 1: 500

## Informacje ogólne

<b>Tytuł opracowania:</b>	Uzupełnienie analizy stateczności terenu osuwiskowego o koncepcję zabezpieczenia skarp poprzez zastosowanie pali i wymianę gruntów w strefie ekonomicznej w miejscowości Andrychów
<b>Lokalizacja terenu badań:</b>	Rejon osuwiska na terenie działek inwestycyjnych na zbiegu ulic: Przemysłowej, Strefowej i Białej Drogi, w miejscowości Andrychów, gmina Andrychów, powiat wadowicki, województwo małopolskie
<b>Cel prac:</b>	Analiza stateczności osuwiska na podstawie modelowań numerycznych, uzupełnionych o koncepcje zabezpieczenia skarp z wykorzystaniem nieinwazyjnych i ciągłych badań geofizycznych metodą sejsmiczną oraz archiwalnych badań geotechnicznych
<b>Zakres robót:</b>	Modelowania numeryczne dla 4 przekrojów geotechnicznych
<b>Zlecniodawca:</b>	Gmina Andrychów ul. Rynek 15 34-120 Andrychów
<b>Wykonawca:</b>	GeoSpectrum sp. z o. o. os. Złotego Wieku 88 31-618 Kraków

## 1. Wstęp

Przedmiotowe opracowanie wykonano na zlecenie Gminy Andrychów, ul. Rynek 15, 34-120 Andrychów. Stanowi ono uzupełnienie dla wykonanej w lipcu 2020 roku Analizy stateczności z wykorzystaniem geofizycznego uszczegółowienia przebiegu granic geotechnicznych [1], poprzez wykonanie dodatkowych obliczeń stateczności przy wykorzystaniu rozwiązań koncepcyjnych, ustalonych ze Zleceniodawcą. Wynikiem Analizy [1] było określenie końcowych współczynników stateczności oraz rozkładów deformacji ze ścinania dla nowo wybudowanych murów i przypór gruntowych wraz z pracami deniwelacyjnymi pierwotnej powierzchni terenu i dostosowaniu jej do spadków wynoszących do 5 %, w świetle przyszłych obciążeń statycznych od projektowanej zabudowy strefy ekonomicznej. W tak usypanych skarpach, po opadach atmosferycznych pojawiły się ruchy osuwiskowe.

Celem przeprowadzonych badań było określenie współczynników stateczności  $F$  dla wszystkich przekrojów obliczeniowych, które przechodziły przez mury i przypory gruntowe. W tym świetle, do dalszych obliczeń wybrano modele I-I', III-III', IV-IV' oraz V-V', w których uwzględniono rozwiązania koncepcyjne opisane w niniejszym uzupełnieniu.

Wyniki badań zostaną wykorzystane do optymalizacji zakresu projektowanych prac geotechnicznych, budowlanych oraz finalnej koncepcji ewentualnego zabezpieczenia przed dalszymi, niekorzystnymi procesami osuwiskowymi w podłożu.

Lokalizacja obszaru badań oraz zakres zostały ustalone ze Zleceniodawcą.

## 2. Lokalizacja terenu badań

Uzupełniające badania stateczności przeprowadzono dla inwestycji znajdującej się w województwie małopolskim, w powiecie wadowickim, w północno-zachodniej części miasta Andrychów, na zbiegu ulic: Przemysłowej, Strefowej oraz Białej Drogi. Badaniu podlegał obszar strefy aktywności gospodarczej w Andrychowie, wyznaczony i wskazany przez Zleceniodawcę w przekazanych materiałach. W chwili obecnej, na przedmiotowym obszarze, znajdują się trzy mury oporowe, drogi – ul. Strefowa, droga łącząca ul. Strefową z ul. Przemysłową określana jako łącznik oraz droga wewnętrzna zakończona placem nawrotowym, chodniki, ścieżka rowerowa, oświetlenie przy ul. Strefowej i wzdłuż łącznika oraz infrastruktura podziemna. W sąsiedztwie znajduje się zabudowa przemysłowo-usługowa i nieużytki [1]. Lokalizacja rejonu badań została przedstawiona na mapie lokalizacyjnej w skali 1:10 000 (zał. nr 1) oraz na mapie dokumentacyjnej w skali 1:2 000 (zał. nr 2).

### 3. Analiza stateczności

#### 3.1. Wprowadzenie

Istnieje wiele sposobów, według których wykonuje się obliczenia stateczności dla osuwisk skarp i zboczy (utwory naturalne), ale także dla utworów antropogenicznych takich jak nasypy drogowe, kolejowe czy różnego rodzaju obwałowania. W dzisiejszych czasach, w dobie komputeryzacji, obliczenia te wykonuje się za pomocą specjalistycznych programów komputerowych, które w swych procedurach obliczeniowych wykorzystują różne algorytmy. Przeważająca większość z nich analizuje równowagę sił w zadanym modelu obliczeniowym. Wskaźnik stanu równowagi  $F$  lub inaczej FoS (ang. Factor of Safety – współczynnik bezpieczeństwa) jest stosunkiem uogólnionej sumy sił utrzymujących, wywołanych tarciem i spójnością materiału (a także sił pochodzących od zabezpieczenia geotechnicznego danej skarpy lub zbocza takich jak kotwie, gabiony, siatki geoweb) do sumy uogólnionych sił obciążenia, które wywołane są siłami grawitacji, obciążeniem statycznym i dynamicznym oraz siłami filtracji.

Przyjmuje się warunek graniczny dla tego współczynnika równy 1,00, gdzie wartości powyżej tej granicy uznaje się za stateczne. Parametr ten wyznacza się dla potencjalnej, najslabszej płaszczyzny poślizgu w badanym zboczu lub skarpie. Oczywiście nie jest to klasyfikacja dwuwariantowa. Istnieje szereg bardziej złożonych klasyfikacji, które dobiera się do poszczególnych zagadnień.

Rozwiązanie równania stateczności najczęściej sprowadza się do znalezienia rzeczywistej lub potencjalnej powierzchni poślizgu, a dobór odpowiedniej metody obliczeniowej, która pozwala na ocenę stateczności skarpy lub zbocza, zależy od jej możliwej przewidywanej postaci deformacji. Przy analizie stateczności zbocza zbudowanego ze skał lub gruntów, należy wziąć pod uwagę wszystkie możliwe elementy procesu osuwiskowego.

Podczas doboru metody obliczeniowej zaleca się uwzględnienie:

- warstwowania gruntu,
- występowania i nachylenia nieciągłości,
- filtracji i rozkładu ciśnień wody w zboczu (uwzględnianie wody),
- stateczności krótko- i długotrwałej,
- odkształceń zbocza od pełzania.

Analizując szczegółowo konkretny przypadek programy obliczeniowe typują rodzinę powierzchni poślizgu przy czym obliczany jest współczynnik bezpieczeństwa dla najbardziej niekorzystnej z nich. Wykorzystując metody równowagi sił zakłada się dodatkowo:

- płaski stan naprężenie-odkształcenie – dwuwymiarowy charakter modelu obliczeniowego (przekrój geotechniczny),

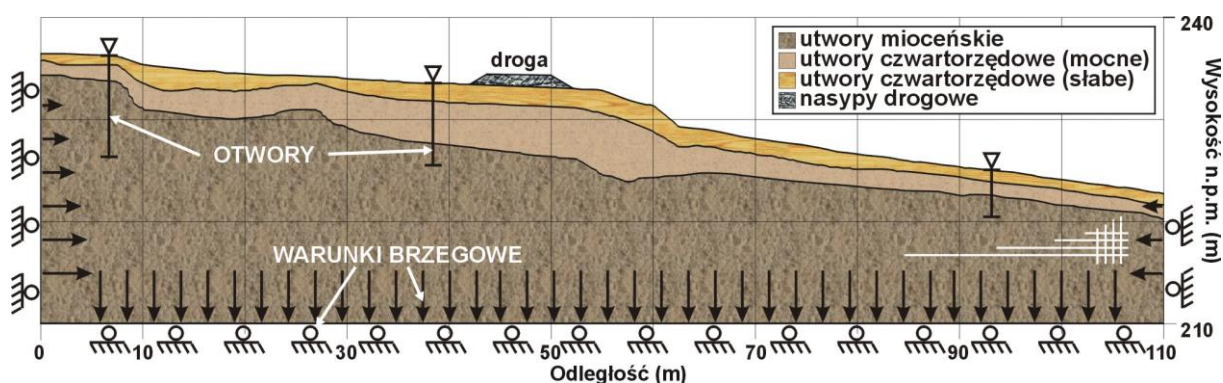
- jednoczesne występowanie stanu granicznego na całej powierzchni poślizgu,
- liniowy rozkład naprężeń od ciężaru własnego,
- różne kształty powierzchni poślizgu: płaski, kołowo - cylindryczny, kołowy,
- występowanie przy granicznym stanie równowagi hipotezy wytrzymałościowej Mohra-Coulomba dla gruntów.

### 3.2. Metoda numeryczna MRS

#### 3.2.1. Opis metody numerycznej

W celu głębszej analizy zachowania się skarp i zboczy wykonuje się modelowania numeryczne realizowane za pomocą różnych programów komputerowych. Jednym z programów komputerowych jest FLAC 2D (ang. Fast Lagrangian Analysis of Continua) amerykańskiej firmy Itasca. Program ten wykorzystuje metodę różnic skończonych, która należy do grupy metod obszarowych. W odróżnieniu od grupy metod brzegowych, gdzie przy opisaniu modelu ośrodek traktowany jest jako ciągły i podział na elementy dotyczy jedynie brzegów ośrodka, metody obszarowe pozwalają na przypisanie właściwości również lokalnym utworom geologicznym. Jego wyższość polega na dużo większej swobodzie w opisywaniu konkretnego zadania geologicznego.

Metoda numeryczna pozwala na zobrazowanie wielu potencjalnych płaszczyzn poślizgu jednocześnie, natomiast współczynnik bezpieczeństwa FoS podawany jest dla najniższej wartości. Na podstawie przekroju geologiczno-inżynierskiego konstruuje się model obliczeniowy (rys. 3.1) z uwzględnieniem wszelkich danych wejściowych. Model ten następnie jest pokryty siatką obliczeniową, tworząc oczka siatki, w których to będzie następowało przeliczenie parametrów geomechanicznych w każdym kolejnym kroku obliczeniowym.



Rys. 3.1. Przykładowy schemat modelu obliczeniowego wraz z warunkami brzegowymi i początkowymi dla metody numerycznej

W zależności od gęstości siatki, ośrodka geologicznego oraz stopnia jego rozpoznania (znajomość odpowiednich wielkości fizyczno-mechanicznych jako danych wejściowych), efektywność oraz czas obliczeń numerycznych rośnie wraz ze złożonością zadania. Jeżeli

rozważane sytuacje geologiczno-inżynierskie są możliwe do modelowania, a sposób wyznaczenia danych wejściowych okazuje się dostatecznie szczegółowy do analizowania sytuacji, to wyniki obliczeń można spróbować wykorzystać w sposób ilościowy w procesie projektowania.

Podczas generowania siatki obliczeniowej, w zależności od rodzaju gruntów/skał w danej warstwie, określa się rodzaj modelu. Dla gruntów najczęściej stosowany jest model Mohra-Coulomba, natomiast dla skał dobiera się go w zależności od stopnia spękania i budowy blokowej. Dla skał fliszowych gdzie występują liczne przewarstwienia oraz cienkie wtrącenia, mogące poddawać się prawu plastycznego płynięcia, stosuje się między innymi model Hoeka-Browna.

W programie komputerowym FLAC możliwe jest dokonywanie symulacji ośrodka, w którym może zachodzić plastyczne płynięcie lub kruche pękanie, po osiągnięciu odpowiedniego warunku stanu granicznego dla plastycznego płynięcia lub granicy wytrzymałości. Program jest oparty na schemacie obliczeniowym Lagrange'a, który umożliwia modelowanie znacznych odkształceń i zniszczeń w ośrodku skalnym [16].

W obliczeniach numerycznych zastosowano metodę redukcji wytrzymałości na ścinanie (SSR). Metoda ta wskazuje przebieg powierzchni poślizgu w miejscu, w którym najwcześniej osiągnięty zostaje stan równowagi naprężenia stycznego i wytrzymałości na ścinanie.

### 3.2.2. Model obliczeniowy Mohra-Coulomba

Model Mohra-Coulomba należy do grupy modeli plastycznych. Ich złożoność polega na uwzględnieniu deformacji plastycznych oraz nieliniowej zależności naprężenie-odkształcenie. Zaangażowane są tu procesy wzmocnienia, osłabienia oraz płynięcia ośrodka opisane przez skomplikowane funkcje wytrzymałościowe określające kombinacje naprężeń. W programie FLAC zdefiniowano plastyczne płynięcie w oparciu o podstawy założeń ogólnej teorii plastyczności, dla której całkowity przyrost naprężeń rozkłada się na część plastyczną i sprężystą [16]. Dodatkowo obie te części są współosiowe z głównym wektorem naprężenia. Prawo płynięcia określa kierunek wektora odkształceń plastycznych jako normalny do powierzchni. Wszelkie prawa w programie FLAC są sformułowane w oparciu o naprężenie efektywne, a nie całkowite. Jeśli zostanie osiągnięte kryterium wytrzymałościowe następuje deformacja plastyczna. W takim przypadku tylko część sprężysta wzrostu odkształceń przyczynia się do wzrostu naprężenia. Część druga jest korygowana przy użyciu plastycznego prawa płynięcia, co zabezpiecza przed zniekształceniem naprężeń w funkcji wytrzymałościowej.

Parametry statyczne, brane pod uwagę podczas obliczeń stateczności, opisujące wytrzymałość modelu to spójność  $c$  wyrażona w [Pa] oraz kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi$  wyrażony w [°].

### 3.2.3. Model obliczeniowy Hoeka-Browna

Kryterium Hoeka-Browna opracowano dla oszacowania wytrzymałości skał w zależności między innymi od stopnia spękania. Jest ono nieliniowe w płaszczyźnie pionowej i liniowe w płaszczyźnie prostopadłej do osi hydrostatycznej. Model ten zakłada, że poprzez dostosowanie siły tarcia i pomiar stopnia spękania, można oszacować właściwości wytrzymałościowe skał. Jako kryterium wytrzymałości szczytowej dla nienaruszonej próbki skalnej, kryterium Hoeka-Browna ma tę zaletę, że opisuje nieliniowy wzrost wytrzymałości przy rosnącym ograniczeniu, co jest zgodne z obszernymi laboratoryjnymi danymi z testów trójosiowych obejmującymi szeroki zakres nienaruszonych próbek różnych rodzajów skał [17].

Parametry statyczne, brane pod uwagę podczas obliczeń stateczności, opisujące wytrzymałość modelu określa się za pomocą indeksu GSI (ang. Geological Strength Index), opartego na stałej materiałowej  $m_i$  zależnej od budowy litologicznej warstwy oraz wskaźnika D (ang. Disturbance Factor) dobieranego odpowiednio do stopnia naruszenia górotworu poprzez prace inwazyjne takie jak tunelowanie czy wydobywanie odkrywkowe.

### 3.2.4. Zakres i metodyka wykonanych obliczeń

Dla określenia stateczności zbocza przy przyjętych rozwiązaniach projektowych, analizę numeryczną przeprowadzono wzdłuż profili osuwiskowych nr I-I', III-III', IV-IV' oraz V-V' oraz na podstawie modeli numerycznych z Analizy [1], gdzie konstrukcje przekrojów obliczeniowych wykonano na podstawie odpowiadającym im przekrojom geotechnicznym na obrazach sejsmicznych, przedstawionych we wspomnianej analizie na załącznikach 3.1-3.5 oraz 4.1-4.5. Bazując na modelach obliczeniowych wtórnych, przedstawionych w Analizie [1] na załącznikach 5.1-5.5, w niniejszym uzupełnieniu dokonano przebudowy modeli obliczeniowych, zgodnie z ustaleniami ze Zleceniodawcą. Rezultat ukazano na załącznikach nr 3.1-3.4, a ich lokalizacje przedstawiono na mapie dokumentacyjnej, stanowiących załącznik nr 2. W tabeli 3.1 zestawiono wybrane do modelowania przekroje obliczeniowe.

Tabela 3.1. Zestawienie przekrojów obliczeniowych

Nazwa przekroju obliczeniowego	Długość przekroju [m]	Numer załącznika
Przekrój I-I'	255,0	3.1
Przekrój III-III'	255,0	3.2
Przekrój IV-IV'	255,0	3.3
Przekrój V-V'	390,0	3.4
Całkowita długość przekrojów	1155,0	

Parametry warstw przyjętych do obliczeń stateczności zostały zachowane z Analizy [1]. Dla celów analizy stateczności wprowadzono warstwę obliczeniową „droga”, dla nasypów drogowych, „mur”, dla wszystkich konstrukcji murów z bloczków betonowych wraz z ich

betonowym fundamentem (tabela nr 3.4), zgodnie z projektem [3], a także wzmocnione geowłókniną warstwy nasypowe przy murach. Te ostatnie uzyskały dopisek "geo" i wzmocnienie kąta tarcia i spójności o 20 %, co odbyło się w wyniku kalibracji statecznościowej najwyższego i najbardziej podatnego na zniszczenie muru, znajdującego się na przekroju V-V', na metrażu 248,5.

Dla celów analizy stateczności etapu projektowego wprowadzono jednak dodatkowe warstwy obliczeniowe, opisane poniżej:

- pale: warstwa symulująca wykonanie pali CFA o średnicy 80 cm do wskazanej głębokości, ze zbrojonego betonu,
- N9: warstwa symulująca przyporę kamienną z kamienia łamanego o frakcji 0-360 mm, zagęszczanego mechanicznie,
- N11: warstwa za murem podtrzymującym skarpe, która zastąpiła grunt zbrojony geowłókniną,
- N11geo: warstwa symulująca grunt zbrojony geowłókniną, okalająca łączenie muru i pala.

Polska norma PN-81-B-03020 określa parametry wytrzymałościowe przyjęte w obliczeniach (parametry obliczeniowe) jako wynik przemnożenia parametrów geotechnicznych charakteryzujących ośrodek gruntowy przez współczynnik materiałowy  $\gamma_m$  wynoszący 0,9 dla spójności i kąta tarcia. Parametry obliczeniowe warstw geotechnicznych dla gruntów, według kryterium wytrzymałościowego Mohra-Coulomba zostały poddane przeliczeniu i przedstawione w tabeli 3.2. Parametry obliczeniowe warstw geotechnicznych dla skał, według kryterium wytrzymałościowego Hoeka-Browna przedstawiono w tabeli 3.3. Kolorem szarym wyróżniono dodatkowe warstwy obliczeniowe.

Tabela 3.2. Parametry obliczeniowe warstw geotechnicznych dla gruntów

Symbol warstwy geotechnicznej	Symbol gruntu	Stan gruntu	Gęstość obj. $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Spójność $c$ [kPa]	Kąt tarcia $\varphi$ [°]	Porowatość [-]
droga	-	-	2140	200,0	60,0	0,30
mur	-	-	3000	1500,0	60,0	0,10
pale	-	-	2600	200,0	50,0	0,05
N1geo	$G\pi, G\pi Z$	-	2180	24,9	17,0	0,25
N1ageo	$G\pi$	-	2000	13,2	9,6	0,25
N2geo	$Pg, Pog$	-	2150	14,0	14,0	0,25
N3geo	$G\pi, \Pi, Pg, G\pi + G\pi Z Ps$	-	2296	36,2	17,9	0,25
N4geo	$G\pi Z$	-	2150	12,9	12,9	0,25
N5geo	$G\pi Z, G\pi Z // G\pi$	-	2296	5,0	17,3	0,25
N6geo	$Ps, Ps + Gp$	-	1870	5,0	44,9	0,22
N7geo	$Po, Po + G$	-	1870	5,0	38,9	0,25
N11geo	-	-	1990	60,0	36,0	0,30
N1	$G\pi, G\pi Z$	pl	2180	20,8	14,2	0,28
N1a	$G\pi$	mpl	2000	11,0	8,0	0,30
N2	$Pg, Pog$	pl	2150	11,7	11,7	0,28
N3	$G\pi, \Pi, Pg, G\pi + G\pi Z Ps$	tpl	2296	30,1	14,9	0,25
N4	$G\pi Z$	pl	2150	10,8	10,8	0,28



Symbol warstwy geotechnicznej	Symbol gruntu	Stan gruntu	Gęstość obj. $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Spójność $c$ [kPa]	Kąt tarcia $\varphi$ [°]	Porowatość [-]
N5	$G\pi Z, G\pi Z // G\pi$	tpl	2296	19,8	14,4	0,25
N6	Ps, Ps+Gp	szg	1870	-	28,8	0,22
N7	Po, Po+G	ln	1870	-	32,4	0,25
N8	Po, Po+G	szg	1925	-	34,2	0,25
N9	-	szg	2710	500,0	30,0	0,30
N11	-	zg	1990	50,0	30,0	0,30
Ia-K	$G\pi // \Pi$	mpl	2090	13,7	9,5	0,30
Ib-K	$G\pi, G\pi+H, G\pi+Z, G\pi+H+Z, \Pi, Gp$	pl	2200	26,2	15,1	0,25
Ic-K	$G\pi, G\pi+Z, G\pi+H, G\pi+H+Z, G\pi // G\pi Z, \Pi, \Pi // Gp+Ps, Zg$	tpl	2310	26,2	15,1	0,22
IIa-K	$G\pi Z, G\pi Z+Z, G\pi/Nmg, Gz, Gz+Z, GzH/Nmg$	pl	2090	12,9	12,3	0,25
IIb-K	$G\pi Z, G\pi Z+Z, G\pi Z+H, G\pi ZH/Nmg // Z, Gz, Gz+Z, GzH/Nmg$	tpl	2200	17,8	14,2	0,22
III-K	Kwg(Gz)	mpl	2200	14,3	11,3	0,35
IVa-K	$I, I/G\pi Z+Z, I // G\pi$	tpl	2200	48,9	10,5	0,18
IVb-K	$I, I+KRpc, I // I\ell, I+H, I // I\pi$	pzw	2200	61,5	12,1	0,15
Vc-K	$Z+G, Z+Pr$	szg	2090	-	34,7	0,27
Ia	$G\pi+H$	mpl	2090	13,7	9,5	0,28
Ib	$G\pi, G\pi+Z, G\pi+H, G\pi+H+Z, \Pi, \Pi+Z, \Pi+H, GH, Zg, Gp+Z, Gp+KRpc$	pl	2200	11,7	11,7	0,23
Ic	$G\pi, G\pi+Z, G\pi+H, G\pi/G\pi Z, \Pi, Zg, Pog$	tpl	2310	30,2	17,9	0,20
Id	$Zg, Pog$	pzw	2420	27,0	16,2	0,18
IIa	$G\pi Z, Gz, G\pi Z+Z, G\pi Z+H+Z$	pl	2090	12,1	11,9	0,23
IIb	$G\pi Z, G\pi Z+H+Z, G\pi Z+Z, G\pi Z/I+Z, Gz, Gz+Z, GpZ/Ip$	tpl	2200	34,6	11,5	0,20
IVa	$I, I+H, I+KRpc, I // Nmg, I\pi$	tpl	2200	50,4	10,8	0,17
IVb	$I, I // I\ell, I // I\ell$	pzw	2200	60,6	11,9	0,14
Va	$Z, Z+KO$	szg	2255	-	34,9	0,25
Vb	$Z, Z+KO+G, Z // Nmg$	zg	2310	-	35,8	0,22
Vc	$Z+G, Po$	szg	2090	-	34,7	0,25
Vd	$Z+G, Z // G, Po$	zg	2035	-	36,7	0,22

Tabela 3.3. Parametry obliczeniowe warstw geotechnicznych dla skał

Symbol warstwy geotechnicznej	Symbol skały	Gęstość obj. $\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Wytrzymałość na ściskanie $R_c$ [kPa]	GSI [-]	$m_i$ [-]	D [-]	Porowatość [-]
VI	$I\ell, I\ell // pc, I\ell+KRpc, I\ell/I\ell, I\ell // I$	2294	6400	50	5,0	0	0,25

Analizując dane geotechniczne z wierceń archiwalnych [2], nie stwierdzono wysokiego poziomu spękania w warstwach skalnych (warstwa geotechniczna nr VI). Do obliczeń przyjęto zatem indeks spękania GSI taki jak dla skał średnio spękanych wynoszący 50 [1]. Wszystkie pięć przekrojów zostało przeliczone pod kątem stateczności w 5 stanach

obliczeniowych, w ramach analizy naprężeń pierwotnych (przed robotami budowlanymi) oraz wtórnych (po deniwelacji terenu oraz konstrukcji podpór i murów).

W etapie projektowym dla przekrojów I-I' oraz III-III' zastosowano przyporę gruntową przed murem o numerze warstwy, N9, a sam mur został skrócony o 3,0 m dla modelu I-I' oraz 2,6 m dla modelu III-III'. Wprowadzono również skarpowanie gruntów znajdujących się za rozebraną częścią muru z zadaniem nachyleniem skarpy w stosunku 1:2 (zał. nr 3.1-3.2).

W etapie projektowym dla przekrojów IV-IV' oraz V-V' (górną skarpa) rozebrano mur oporowy wraz ze stopą fundamentową. W miejscu tym wybrano grunt na głębokość 1,2 m mierząc od początku rozebranej stopy fundamentowej i szerokości odpowiednio 2,5 m przed i 5,0 m za stopą fundamentową. Wybrany grunt wypełniono warstwą N11. Pod rozebrany murem zastosowano pał o głębokości 10 m z oczepem o grubości i szerokości 0,8 m, a także odbudowę muru z wcześniej przyjętymi parametrami. Warstwy oznaczone jako „geo” za murem również wybrano wraz z rozebraniem drogi i zastąpiono warstwą n11geo, a następnie zrekonstruowano drogę wewnętrzną (zał. nr 3.3-3.4). Dolna skarpa na przekroju V-V' została przyparta przyporą o parametrach warstwy N9 (zał. nr 3.4).

W tabeli 3.4 przedstawiono założenia projektowe [3], użyte do modelowania, dla poszczególnych podpór ziemnych, bez części naziemnych, z których zrezygnowano jeszcze na etapie budowy.

Tabela 3.4. Zestawienie użytych założeń projektowych dla podpór ziemnych

Nazwa przekroju obliczeniowego	Typ podpory wg [3]	Wysokość muru bez fundamentu [m]	Metraż muru na przekroju [m]
Przekrój I-I'	Typ 18	3,0	26,1
Przekrój III-III'	Typ 15	2,6	31,2
Przekrój IV-IV'	Typ 22	6,8	130,0
Przekrój V-V' (podpora górna)	Typ 22	6,8	248,5
Przekrój V-V' (podpora dolna)	Typ 2	2,8	147,7

Stan z obciążeniem drogowym reprezentuje przybliżone naciski statyczne od istniejących dróg wewnętrznych na poziomie 60 kN/oś pojazdu. Obszary te zaznaczono na mapie dokumentacyjnej (zał. 2), a także naniesiono je na modele obliczeniowe (zał. 3.3-3.4). Obliczenia stateczności wykonano przy użyciu jednorodnej siatki obliczeniowej o oczku 0,25 x 0,25 m, by odwzorować wszelkie, nawet najcieńsze warstwy modeli.

### 3.2.5. Wyniki obliczeń stateczności

Dla analizowanych przekrojów obliczeniowych uzyskano współczynniki bezpieczeństwa F, w ramach opisanego w rozdziale 3.2.4 etapu projektowego dla stanów zawodnionych z obciążeniem drogowym i bez, które zestawiono w tabeli 3.5.

Tabela 3.5. Wielkość współczynnika bezpieczeństwa F

	<b>Etap obliczeń</b>	<b>Stan ośrodka</b>	<b>Współczynnik bezpieczeństwa F [-]</b>
<b>Przekrój I-I'</b>	projektowy	zawodniony	1,68
<b>Przekrój III-III'</b>	projektowy	zawodniony	1,61
<b>Przekrój IV-IV'</b>	projektowy	zawodniony z obciążeniem drogowym	1,31
<b>Przekrój V-V'</b>	projektowy	zawodniony z obciążeniem drogowym	0,75 i 1,04

Na załącznikach 3.1-3.4 przedstawiono rozkłady wskaźników deformacji ze ścinania (ang. shear-strain) wyrażoną w [Pa]. Są to wskaźniki, na których uwidaczniają się płaszczyzny poślizgu oraz inne deformacje w modelach, spowodowane pracą masywu gruntowo-skalnego i nagromadzeniem się naprężeń ścinających. W zależności od warunków brzegowych i początkowych, uwidaczniają się różne potencjalne płaszczyzny poślizgu.

### 3.3. Interpretacja wyników

Analizując wyniki stateczności, zamieszczone w tabeli 3.5, na uwagę zwraca fakt, że przekroje, posiadające mury oporowe o zredukowanej wysokości, w etapie naprężeń projektowych wykazują współczynniki bezpieczeństwa F powyżej 1,6. Wynik ten uzyskano po zastosowaniu w modelach podparcia skarpy przyporą kamienną oraz zastosowaniu skarpowania warstw „geo” o nachyleniu w stosunku 1:2 (zał. nr 3.1, 3.2). Dla przekroju V-V' (zał. nr 3.4), w dolnej skarpie zastosowano wyłącznie podparcie przyporą N9 bez redukcji wysokości muru oraz zmian jej nachylenia. Wykazuje ona współczynnik bezpieczeństwa F na poziomie poniżej 1,0, co oznacza, że skarpa nadal nie jest stateczna. Kolejne rozwiązanie projektowe (zał. 3.3 i 3.4) polegało na zastosowaniu pod murem palowania o głębokości 10 m z oczepem betonowym o wymiarach 0,8 m na 0,8 m oraz wymianie gruntu wokół ich łączenia na grunt N11. Dodatkowo wymianie uległ grunt za murem na warstwę N11geo wraz z rozebraniem i ponowną odbudową drogi. Po takim zabiegu współczynnik bezpieczeństwa F w obu przypadkach osiągnął wynik powyżej 1. Poniżej zamieszczono opis interpretacji dla poszczególnych modeli obliczeniowych.

#### 3.3.1. Model I-I'

Mur oporowy na modelu I-I', po zastosowaniu wymienionych powyżej zabezpieczeń, wykazuje współczynnik bezpieczeństwa F na poziomie 1,68 (załącznik nr 3.1). Etap wtórny zawodniony Analizy [1] wykazał współczynnik bezpieczeństwa na poziomie 0,86. Zastosowanie przypory i częściowe rozebranie muru zwiększyło stateczność muru dla tego modelu o około 95 %. Istotny jest jednak fakt, że przypora spowodowała podparcie muru, nie eliminując jednak płaszczyzny poślizgu, która na etapie wtórnym [1] wskazywała na podcinanie płytko posadowionego muru u jego podnoża. Opisywana płaszczyzna poślizgu wchodzi w mur na wysokości stopy fundamentowej, wychodząc na powierzchnię terenu w

miejsu początku przypory. Najłabsza część opisywanej płaszczyzny uwidacznia się w nasypowej warstwie N3.

Po analizie wyników stanu projektowego, można jednoznacznie stwierdzić, że wprowadzone rozwiązanie koncepcyjne przypory jest wystarczające by uzyskać stateczność dla modelu obliczeniowego nr I-I'.

### 3.3.2. Model III-III'

Mur oporowy na modelu III-III', po zastosowaniu zabezpieczeń analogicznych jak w Modelu I-I', wykazuje współczynnik bezpieczeństwa  $F=1,61$  (załącznik nr 3.2). Etap wtórny zawodniony Analizy [1] wykazał współczynnik bezpieczeństwa na poziomie 0,66. Zastosowanie przypory i częściowe rozebranie muru zwiększyło stateczność muru dla tego modelu o około 145 %. Istotny jest jednak fakt, że wzmocniona przypora spowodowała podparcie dolnej części muru, eliminując tym samym płaszczyzny poślizgu, które na etapie wtórnym [1] wskazywały na podcinanie płytko posadowionego muru u jego podnóża. Opisywana płaszczyzna wykazuje jedynie powierzchniowy charakter, maksymalnie do głębokości ok. 4 m pod powierzchnią terenu w miękkoplastycznej warstwie N1a, gdzie występuje jej najłabsza część.

Po analizie wyników stanu projektowego, można jednoznacznie stwierdzić, że wprowadzone rozwiązanie koncepcyjne wzmocnionej przypory jest wystarczające by uzyskać stateczność dla modelu obliczeniowego nr III-III'.

### 3.3.3. Model IV-IV'

Mur oporowy na modelu IV-IV', po zastosowaniu palowania pod murem oporowym oraz wymianie gruntu, wykazuje współczynnik bezpieczeństwa  $F$  na poziomie 1,31 (załącznik nr 3.4). Etap wtórny zawodniony z obciążeniem drogowym i budowlanym Analizy [1] wykazał współczynnik bezpieczeństwa na poziomie 0,49. Zastosowanie przypory zwiększyło stateczność skarpy dla tego modelu o około 165 %. Istotny jest jednak fakt, że wymiana gruntu wraz z palowaniem spowodowała stabilizację dolnej części muru, eliminując tym samym płaszczyzny poślizgu, które na etapie wtórnym [1] wskazywały na podcinanie płytko posadowionego muru u jego podnóża.

Wprowadzone do modelu projektowego rozwiązania koncepcyjne znacznie poprawiły stateczność skarpy w obrębie głębszych płaszczyzn poślizgu, będących wynikiem wyciskania w dół zbocza całej konstrukcji muru. Wyciskanie to spowodowane było obciążeniami statycznymi przede wszystkim od dróg (zlokalizowanych bezpośrednio za murami oporowymi).

W modelu najslabsza potencjalna płaszczyzna poślizgu pojawia się dwa metry za murem oporowym, a jej największe deformacje ze ścinania kumulują się w wymienionej warstwie N11geo.

Po analizie wyników stanu projektowego, można jednoznacznie stwierdzić, że wprowadzone rozwiązanie koncepcyjne jest wystarczające by uzyskać stateczność dla modelu obliczeniowego nr IV-IV'.

### 3.3.4. Model V-V'

Mury oporowe na modelu V-V', po zastosowaniu rozwiązań projektowych opisanych wcześniej, wykazują współczynniki bezpieczeństwa F na poziomie odpowiednio 0,75 dla dolnego muru z przyporą oraz 1,04 dla górnego muru z palami i wymianą gruntów (załącznik nr 3.4). Etap wtórny zawodniony z obciążeniem drogowym i budowlanym Analizy [1] wskazywał na współczynniki bezpieczeństwa F na poziomie odpowiednio 0,49 dla dolnego muru oraz 0,61 dla górnego muru. Rozwiązania koncepcyjne spowodowało zwiększenie stateczności murów dla tego modelu o około 55 % (mur dolny) i o około 70 % (mur górny).

W miejscu muru dolnego opisywana płaszczyzna poślizgu wchodzi bezpośrednio w podstawę muru oporowego. Deformacje ze ścinania w przyporze maleją, gdzie w przyjętym rozwiązaniu koncepcyjnym obserwuje się oddziaływanie wyciskanego gruntu na konstrukcję przypory. Największe deformacje ze ścinania koncentrują się w plastycznej warstwie nasypowej N4.

Dla muru górnego opisywana płaszczyzna poślizgu zarysowuje się już głębiej, bo ponad 1,5 metra pod murem oporowym, w niżej leżące warstwy koluwalne: IIb-K, IVa-K oraz w miękkoplastyczną warstwę III-K (nienośną), omijając jednocześnie wymieniony grunt N11geo, kontynuując się ku powierzchni terenu za palami oraz warstwą N11. Najbardziej niekorzystne deformacje ze ścinania i jednocześnie najslabsze miejsca dla tej płaszczyzny poślizgu koncentrują się bezpośrednio na kontakcie starych warstw nasypowych oraz nowej warstwy N11geo.

Po analizie wyników stanu projektowego dla modelu obliczeniowego nr V-V', można przyjąć, że wprowadzone rozwiązania koncepcyjne dla górnej skarpy są na granicy stateczności, natomiast dla dolnej skarpy nadal nie są one wystarczające by uzyskać stateczność.

## **4. Podsumowanie**

Niniejsze opracowanie wykonano na zlecenie Gminy Andrychów, ul. Rynek 15, 34-120 Andrychów. Opracowanie to stanowi uzupełnienie dla analizy stateczności, wykonanej w lipcu 2020 roku. W ramach niniejszego opracowania wykonano dodatkowe obliczenia

stateczności przy wykorzystaniu rozwiązań koncepcyjnych poprzez zastosowanie pali i wymianę gruntów.

Zakres dodatkowych obliczeń stateczności obejmował określenie współczynników stateczności  $F$  dla wszystkich 4 przekrojów obliczeniowych oraz wyznaczenie położenia potencjalnych płaszczyzn poślizgu.

Zastosowanie rozwiązań projektowych spowodowało (w porównaniu z etapem obliczeń naprężeń wtórnych, wzrost wartości współczynnika stateczności  $F$ , w zależności od przekroju, o około 55-165 %. Na przekrojach I-I', III-III', IV-IV' oraz V-V' w górnej części obliczone współczynniki bezpieczeństwa  $F$  mają wartości powyżej 1,0. Pomimo tego, na przekroju V-V' w dolnej części skarpy, obliczony współczynnik bezpieczeństwa  $F$  nadal osiąga wartość poniżej 1,0.

## 5. Literatura oraz materiały archiwalne

- [1] GeoSpectrum sp. z o.o.: Analiza stateczności terenu osuwiskowego w strefie ekonomicznej w miejscowości Andrychów na podstawie geofizycznych badań sejsmicznych i archiwalnych badań geotechnicznych. Kraków, lipiec 2020.
- [2] Geoprofil, Usługi Geologiczne i Inżynierskie Paweł Różański: DOKUMENTACJA GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKA dla projektu budowlanego projektowanej budowy obiektów inżynierskich w miejscu istniejących ścian oporowych, które uległy awarii oraz przebudowy nasypów drogowych i infrastruktury podziemnej na działkach nr 5971, 6902, 6904, 6974, 5970/1, 5970/2, 6001/2, 6156/8, 6897/1, 6897/2, 6898/1, 6898/2, 6899/1, 6899/2, 6900/3, 6900/4, 6900/5, 6900/6, 6901/1, 6901/3, 6901/4, 6903/1, 6903/2, 6905/1, 6905/5, 6905/6, 6905/7, 6905/8, 6905/9, 6905/10, 6905/11, 6906/1, 6906/3, 6906/4, 6907/3, 6907/4, 6907/5, 6907/6, 6973/1, 6973/2, 6975/1, 6975/2, 3011/13. Andrychów, wrzesień 2019.
- [3] Techmap Kielce Sp. z o.o.: PROJEKT ARCHITEKTONICZNO – BUDOWLANY BRANŻA KONSTRUKCYJNA MUR OPROWY. Kielce, luty 2018.
- [4] Techmap Kielce Sp. z o.o.: PROJEKT BUDOWLANY. Kielce, marzec 2018.
- [5] Techmap Kielce Sp. z o.o.: Mapy sytuacyjno-wysokościowe projektu budowlanego MURU OPOROWEGO 1, MURU OPOROWEGO 2, MURU OPOROWEGO 3. Kielce, styczeń 2018.
- [6] PN-B-06050 Geotechnika. Roboty ziemne. Wymagania ogólne. Warszawa, 1999.
- [7] PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [8] PN-B-02479:1998 Geotechnika - Dokumentowanie geotechniczne - Zasady ogólne.
- [9] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.

- [10] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. (Dz. U. z dnia 14 maja 1999 r.).
- [11] Książkiewicz 1951- Objąsnienia arkusza Wadowice (pas 49, słuł 29). Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- [12] Boratyn J., Kasina K. 2011 – Objąsnienia do Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi, gmina Andrychów. Państwowy Instytut Geologiczny Warszawa.
- [13] Ryłko W., 2009a – Objąsnienia do szczegółowej mapy geologicznej Polski 1:5 0 000, Arkusz Wadowice (994), PIG CAG, Warszawa.
- [14] Wójcik A., Szydło P., Marciniec P., Nescieruk P., 1999 – Sfałdowany miocen rejonu andrychowskiego – nowa jednostka tektoniczna. Prace PIG, 158: 231–248.
- [15] Bojakowska I., Gałka M., Krieger W., Lis J., Pasieczna A., Salamon E., Strzezińska K., Truszel M., Wołkowicz S., 2004\*- Objąsnienia do Mapy Geośrodkowej Polski Arkusz Wadowice (994), Warszawa.
- [16] FLAC User's Manual: Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis 2016.
- [17] Eberhardt E.: The Hoek-Brown Failure Criterion, grudzień 2012.